بررسی عملکرد طول تیر پیوند تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی در سیستم دیوار برشی فولادی کوپله با اتصال صلب*

مجید قلهکی[۱]   محمدباقر قدکساز[۲]

چکیده *در سال‌های اخیر از سیستم دیوار برشی فولادی به‌دلیل مزایای رفتاری مناسب همچون سختی و مقاومت بالا، اقتصادی بودن و قابلیت جذب انرژی زیاد در سازه‌های بلند استفاده شده است. به‌دلایل معماری استفاده از دهانه‌های بزرگ معمول می‌باشد و لذا چنانچه در این دهانه‌ها نیاز به استفاده از دیوار برشی فولادی باشد، معمولا از نوع کوپله (مزدوج) آن استفاده می‌شود. دیوار برشی فولادی کوپله از دو دیوار برشی فولادی تشکیل شده‌است که توسط تیر پیوند فولادی در تراز هر طبقه به یکدیگر متصل شده‌اند. در این مقاله قاب‌های ۳، ۱۰و ۱۵ طبقه دیوار برشی فولادی کوپله دارای اتصال صلب با سه طول مختلف تیرپیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر و تیرهای پیوند دارای مدول مقطع پلاستیک ۱۰۰ درصد نسبت به تیر پانل بااستفاده‌از سه زوج شتاب‌نگاشت تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی بااستفاده‌از نرم‌افزار ABAQUS قرار گرفته و عملکرد دیوارها و تیرپیوند در برش پایه، دریفت، پریود سازه و درجهٔ کوپلگی(DC) مورد ارزیابی واقع شده است. نتایج نشان می‌دهد که در سیستم دیوار برشی فولادی کوپله با کاهش طول تیر پیوند، برش پایه افزایش و دریفت و پریود اصلی سازه کاهش می‌یابد. همچنین تغییرات طول تیر پیوند اثرات متفاوتی در پارامتر درجهٔ کوپلگی دارد.*

واژه‌های کلیدی دیوار برشی فولادی کوپله، تیر پیوند، تحلیل دینامیکی غیرخطی، مدول مقطع پلاستیک.

Investigation of Operation of Link Beam Length in Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls with Coupling with Rigid Joint

M. Gholhaki   M. B. Ghadaksaz

Abstract *In recent years, Steel Plate Shear Wall system is used in tall buildings because of its advantages such as high initial stiffness and resistance, energy-dissipation capability and economic feasibility. Due to architectural requirements, using of big bays is usual and so if the usage of steel plate shear wall is needs in these bays; its couple type is used. The Steel Plate Shear Wall with Coupling (SPSW-WC) consist of a pair of planar spsws linked together with coupling beams at the floor levels. In this research, various frames (SPSW-WC) in 3, 10, 15 stories with rigid joint with three different length link beam 1.25, 2.5 and 3.75 meter which were proportioned to have a plastic section modulus 100% of the HBE (CB/HBE ratio) at each floor level and were put by using three acceleration mapping with nonlinear dynamic analysis and ABAQUS software and the performance of the walls and link beam in base shear, drift and DC (degree of coupling) were investigated. The results show that with reduction of link beam length in Steel Plate Shear Walls with Coupling system, base shear increase and drift and period of structure decrease, also the link beam length changing has different effects on coupling degree.*

Key Words Steel Plate Shear Walls with Coupling, Link Beam, Plastic Section Modulus, Nonlinear Dynamic Analysis.

---

*تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۱۰/۸ تاریخ پذیرش آن ۹۶/۷/۲۹ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.   Email: mgholhaki@semnan.ac.ir

(۲) دانش آموخته کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

مقدمه

دیوار برشی فولادی در چهار دهۀ اخیر در آمریکای شمالی، کانادا و ژاپن به‌عنوان یک سیستم مقاوم دربرابر بارهای جانبی در ساخت ساختمان‌های جدید و تقویت ساختمان‌های موجود (به‌خصوص در ساختمان‌های بلندمرتبه) مورد استفاده قرار گرفته است. این سیستم دارای سختی مناسب برای کنترل تغییرشکل سازه است و در آن به‌دلیل وجود مکانیزم شکست شکل‌پذیر، اتلاف انرژی بالاست. به‌دلیل ملاحظات معماری، سیستم دیوار برشی فولادی به‌طور معمول در اطراف هسته قرار می‌گیرد و بعضا به‌دلیل وجود بازشو در هسته، دو سیستم دیوار برشی فولادی در کنار یکدیگر قرار می‌گیرند. از طرف دیگر باتوجه‌به این‌که آیین‌نامۀ آمریکا نسبت طول به ارتفاع دیوار برشی فولادی را به عدد ۲/۵ محدود کرده است، طراحان آمریکایی به استفاده از یک دهانۀ ساده در کنار دو دیوار برشی فولادی سوق یافته‌اند، به همین ترتیب این دو دیوار توسط یک تیر پیوند در تراز هر طبقه به یکدیگر متصل می‌شوند.

در سال‌های اخیر محققان مطالعاتی درارتباط با دیوار برشی فولادی کوپله انجام داده‌اند که می‌توان به پژوهش آستانه اصل و همکاران [1] در دانشگاه برکلی اشاره نمود. در این پژوهش نمونه‌های ۲ و ۳طبقه با مقیاس یک‌دوم ساخته شد و ستون‌های کناری اطراف دیوار از تیوب‌های استوانه‌ای فولادی پرشده با بتن، ساخته شدند. مقطع تیر پیوند استفاده‌شده با مقطع تیرهای طبقات یکسان درنظر گرفته شد و بارگذاری از نوع چرخه‌ای بود. هر دو نمونه رفتار شکل‌پذیر از خود نشان دادند و در هر دوی آنها، شکست سیستم در قسمت تیر کوپلۀ فوقانی رخ داد.

در سال ۲۰۱۱، لی و همکارانش [2] آزمایشی تحت بار چرخه‌ای با مقیاس نمونۀ ۴۰٪ (۲/۵ طبقه) براساس الگوی اصلی یک ساختمان ٦طبقه انجام دادند و نتایج آن با تحلیل‌های عددی بااستفاده‌از نرم‌افزار آباکوس مقایسه گردید که حاکی از تطبیق مناسب پاسخ‌ها با نمونۀ آزمایشگاهی بود.

در سال ۲۰۱۱، فاهنستوک و بورلو [3] چند قاب دیوار برشی فولادی کوپلۀ ٦طبقه، طراحی کردند و در نرم‌افزار انسیس تحت تحلیل بارافزون قرار دادند. همچنین نمونه‌های آزمایشگاهی ۳طبقه از مدل‌های بررسی‌شدۀ ٦طبقه ساخته شد. در این تحقیق مقاطع تیر-های پیوند نمونه‌ها ۱۰۰٪، ۲۰۰٪ و ٤۰۰٪ ظرفیت پلاستیک تیرهای طبقات را داشتند و نتایج نشان داد که با افزایش مدول مقطع پلاستیک تیر پیوند نسبت به تیر طبقات، برش پایه افزایش می‌یابد و همچنین دریفت در طبقات پایین‌تر بیشتر می‌شود.

در سال ۲۰۱۲، فاهنستوک و بورلو [4] مطالعۀ دیگری انجام دادند و به بررسی رفتار و مکانیسم دیوار برشی کوپلۀ فولادی پرداختند. در این پژوهش به ارائۀ روابطی برای درجۀ کوپلینگ (DC) اشاره شد. در این پژوهش ۳۲ ساختمان ٦ و ۱۲طبقه با پلانی براساس الگوی ساختمانی ۹طبقه و دو نوع طول تیرپیوند ۱/۸ و ۲/۸ متر با نسبت ۲۵٪ تا ٦۰۰٪ مقطع پلاستیک طبقات مدل‌سازی شد. نتایج نشان داد که با افزایش طول تیر پیوند، همیشه درجۀ کوپلینگ افزایش نمی‌یابد.

باتوجه به بررسی مطالعات انجام‌شدۀ قبلی، نیاز به تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف و با طول تیرهای پیوند متنوع برای محدوده‌های ارتفاعی مختلف از ساختمان‌ها و ارتباط بین درجۀ کوپلینگ و برش پایه و همچنین دریفت طبقات حس می‌گردد. لذا در این مقاله، نمونه‌هایی از دیوارهای برشی فولادی کوپلۀ ۳، ۱۰ و ۱۵طبقه که نماد ساختمان‌های کوتاه، میان و بلندمرتبه در ایران می‌باشد، در نرم‌افزار ABAQUS مدل شدند و در نمونه‌های مورد بررسی از سه طول تیر پیوند مختلف ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر با ظرفیت پلاستیک ۱۰۰ درصد نسبت به تیر طبقات استفاده شد و نمونه‌ها تحت سه شتاب‌نگاشت مختلف مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفتند. هدف از انتخاب سه محدودۀ ارتفاعی از ساختمان‌ها، بررسی تغییرات

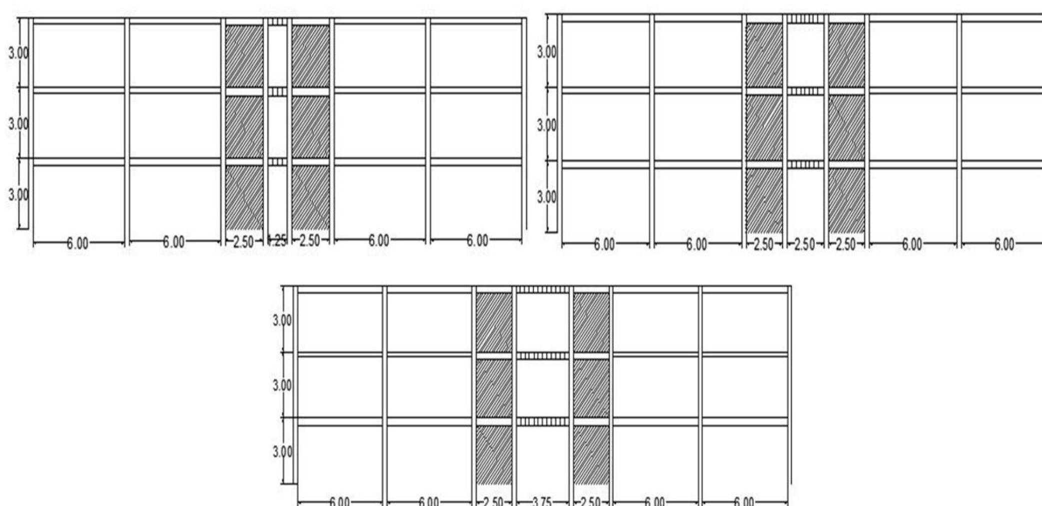
درجهٔ کوپلینگ با ارتفاع ساختمان و دریفت و برش پایه می‌باشد.

فرضیات تحلیل و مدل‌های سازه‌ای

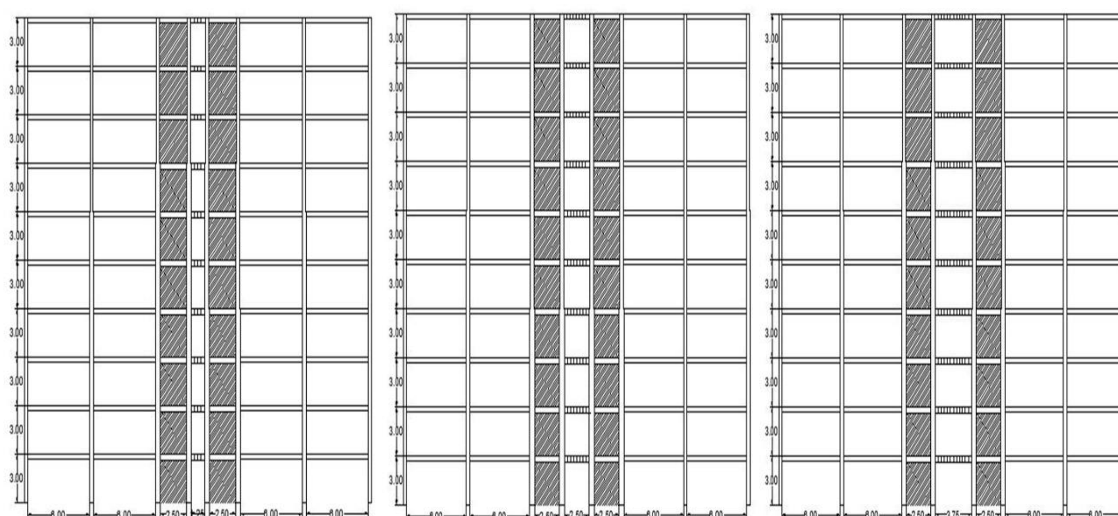
نه قاب دیوار برشی فولادی کوپله با اتصال صلب دارای ورق نازک که هر کدام دارای هفت دهانه هستند و طول تیر پیوند در آنها متفاوت است، بااستفاده‌از روش نواری مدل‌سازی شدند. در این نمونه‌ها عرض پانل‌های برشی برابر ۲/۵ متر و طول تیر پیوند برابر ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر متغیر است و عرض دهانه‌های کناری هر یک ٦ متر می‌باشد. قاب‌ها در سه ساختمان ۳، ۱۰ و ۱۵طبقه فرض شده‌اند که در تمامی آنها ارتفاع طبقات برابر ۳ متر است (شکل‌های ۱ تا ۳).

بارگذاری نمونه‌ها مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۵] صورت پذیرفته و کاربری ساختمان‌ها مسکونی فرض شده است. شدت بار مردهٔ طبقات و بام، بار زندهٔ طبقات و بام به‌ترتیب ٦۰۰، ۵۰۰، ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع درنظر گرفته شده و توزیع نیروی جانبی ساختمان براساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزلهٔ ایران، ویرایش سوم و با فرض نوع زمین تیپ ۳، شتاب مبنای طرح ۰/۳۵، صورت پذیرفته است [6]. در مدل‌سازی‌ها از فولاد ST37 با نسبت پواسون ۰/۳ و مدول الاستیسیتهٔ ۲۱۰ گیگا پاسکال استفاده شده است.

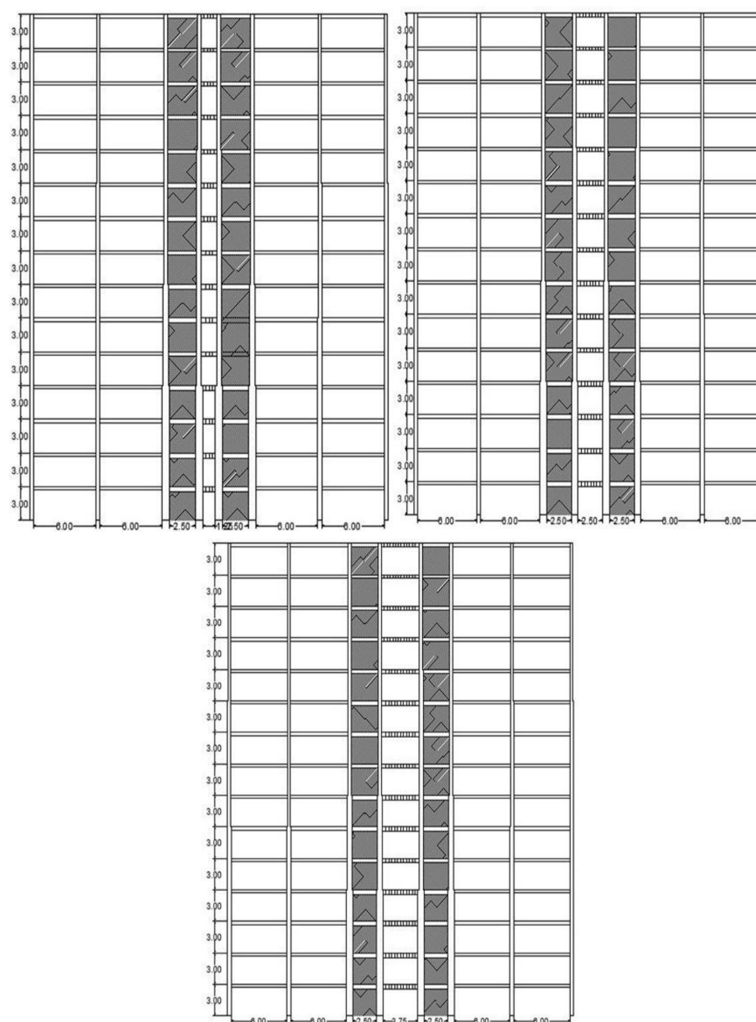
روش طراحی مدل‌های دیوار برشی فولادی در این مقاله، شبیه روشی است که در آیین‌نامهٔ فولاد کانادا (CAN/CSA S16-01)[7] و آیین‌نامهٔ فولاد امریکا (AISC 2005) [8]، به آن اشاره شده است. در این آئین‌نامه‌ها به‌منظور طراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، ابتدا طراحی اولیهٔ مقاطع تیر، ستون و ورق دیوارها مشابه یک خرپای قائم با مهاربندهای صرفا کششی انجام می‌شود. درواقع به‌جای هر ورق فولادی، یک مهاربند معادل درنظر گرفته می‌شود. پس از تعیین سطح مقطع هر مهاربند (براساس روابط انرژی کرنشی الاستیک)، ضخامت ورق فولادی به‌دست می‌آید. همچنین طرح تیر پیوند و طول آن به‌گونه‌ای صورت پذیرفته که هر دو حالت رفتار خمشی و برشی در مدل‌ها درنظر گرفته شود. لازم به ذکر است که مقاطع ستون‌ها از قوطی، مقاطع تیرها از تیر ورق و مقاطع مهاربندهای معادل از ناودانی دوبل انتخاب شده است. جداول (۱) تا (۳) خلاصه مقاطع طراحی را برای مدل‌های ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه نشان می‌دهد.



شکل ۱ مدل ۳طبقه با طول تیر پیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر



شکل ۲ مدل ۱۰طبقه با طول تیر پیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر



شکل ۳ مدل ۱۵طبقه با طول تیر پیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر

جدول ۱ مقاطع تیر پانل و اطراف، ستون پانل و اطراف، تیر پیوند و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی کوپله مدل ۳طبقه

طبقه	مقاطع ستون‌ها	t(mm) (ضخامت ورق)	مقاطع تیرهای پانل	مقاطع ستون‌های اطراف	مقاطع تیرهای اطراف	مقاطع تیر پیوند
۱	Box۳۰x۲	۱/۷۱	Pl۳۰x۰/۸-۱٥x۰/۸	Box۳۰x۱/٥	Pl۳۰x۰/۸-۱٥x۰/۸	Pl۳۰x۰/۸-۱٥x۰/۸
۲	Box۳۰x۲	۱/۷۱	Pl۳۰x۰/۸-۱٥x۰/۸	Box۳۰x۱/٥	Pl۳۰x۰/۸-۱٥x۰/۸	Pl۳۰x۰/۸-۱٥x۰/۸
۳	Box۳۰x۱/٥	۱/۱۱	Pl۳۰x۰/۸-۱٥x۰/۸	Box۳۰x۱/٥	Pl۳۰x۰/۸-۱٥x۰/۸	Pl۳۰x۰/۸-۱٥x۰/۸

جدول ۲ مقاطع تیر پانل و اطراف، ستون پانل و اطراف، تیر پیوند و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی کوپله مدل ۱۰طبقه

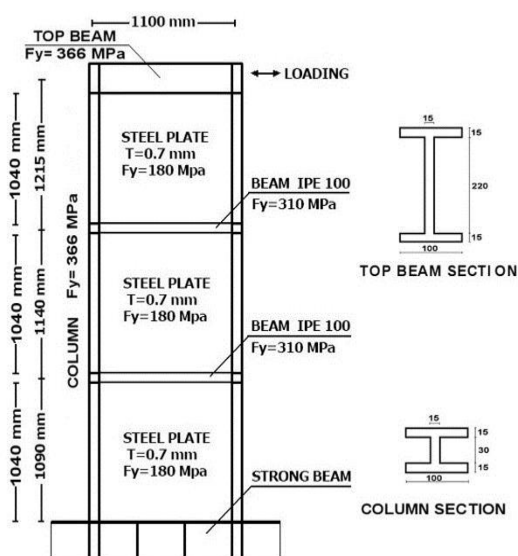
طبقه	مقاطع ستون‌ها	t(mm) (ضخامت ورق)	مقاطع تیرهای پانل	مقاطع ستون‌های اطراف	مقاطع تیرهای اطراف	مقاطع تیر پیوند
۱	Box٥۰x۳	٥/۳۸	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤	Box٤۰x۲	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤
۲	Box ٥۰x۳	٥/۳۸	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤	Box٤۰x۲	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤
۳	Box٤۰x۳	٤/۸٦	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤	Box٤۰x۲	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤
٤	Box٤۰x۳	٤/۸٦	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤	Box٤۰x۲	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤
٥	Box٤۰x۲	۳/۷۷	Pl٤۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box٤۰x۲	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
٦	Box٤۰x۲	۳/۲٤	Pl٤۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۳٥x۱/٥	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۷	Box٤۰x۲	۳/۲٤	Pl٤۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۳٥x۱/٥	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۸	Box۳٥x۲	۲/٤۲	Pl۳٤x۲-۱٥x۲	Box۳٥x۱/٥	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl۳٤x۲-۱٥x۲
۹	Box۳٥x۲	۱/۷۱	Pl۳٤x۲-۱٥x۲	Box۳٥x۱/٥	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl۳٤x۲-۱٥x۲
۱۰	Box۳٥x۲	۱/۱۱	Pl۳٤x۲-۱٥x۲	Box۳٥x۱/٥	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl۳٤x۲-۱٥x۲

جدول ۳ مقاطع تیر پانل و اطراف، ستون پانل و اطراف، تیر پیوند و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی کوپله مدل ۱٥طبقه

طبقه	مقاطع ستون‌ها	t(mm) (ضخامت ورق)	مقاطع تیرهای پانل	مقاطع ستون‌های اطراف	مقاطع تیرهای اطراف	مقاطع تیر پیوند
۱	Box۷۰x۳	٥/۳۸	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤	Box٤۰x۲	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤
۲	Box۷۰x۳	٥/۳۸	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤	Box٤۰x۲	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤
۳	Box۷۰x۳	٤/۸٦	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤	Box٤۰x۲	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤
٤	Box۷۰x۳	٤/۸٦	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤	Box٤۰x۲	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤
٥	Box٥۰x۲	٤/۲٦	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤	Box٤۰x۲	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤
٦	Box٥۰x۲	٤/۲٦	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤	Box۳٥x۱/٥	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤
۷	Box٥۰x۲	۳/۷۷	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤	Box۳٥x۱/٥	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x٤
۸	Box٤۰x۲	۳/۲٤	Pl٤۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۳٥x۱/٥	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۹	Box٤۰x۲	۲/۰٥	Pl٤۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۳٥x۱/٥	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۱۰	Box٤۰x۲	۱/۷۱	Pl٤۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۳٥x۱/٥	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۱۱	Box٤۰x۲	۱/۷۱	Pl٤۲/۷x۲-۱۲۸//۲x۲	Box۳۰x۱/٥	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl٤۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۱۲	Box۳٥x۲	۱/۳٦	Pl۳٤x۲-۱٥x۲	Box۳۰x۱/٥	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl۳٤x۲-۱٥x۲
۱۳	Box۳٥x۲	۱/۳٦	Pl۳٤x۲-۱٥x۲	Box۳۰x۱/٥	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl۳٤x۲-۱٥x۲
۱٤	Box۳٥x۲	۱/۱۱	Pl۳٤x۲-۱٥x۲	Box۳۰x۱/٥	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl۳٤x۲-۱٥x۲
۱٥	Box۳٥x۲	۱/۱۱	Pl۳٤x۲-۱٥x۲	Box۳۰x۱/٥	Pl۳۰x۱/٥-۱٥x۱/٥	Pl۳٤x۲-۱٥x۲

صحت‌سنجی و کالیبره کردن مدل

به‌منظور کالیبره کردن مدل‌های اجزای محدود دیوار برشی فولادی ۳طبقه دارای ورق نازک که در سال ۲۰۰۷ توسط قلهکی [۹] مورد آزمایش قرار گرفته بود، استفاده شد (شکل ٤). دیوار مذکور دارای اتصال صلب در ورق پانل‌ها و ستون‌ها می‌باشد و به‌ترتیب از فولاد نرم و پر-مقاومت در ورق‌ها و ستون‌های آن استفاده شده است. نمای کلی و ابعاد تیر و ستون دیوار برشی فولادی در شکل (٤) و خصوصیات مکانیکی اجزای مورد استفاده در جدول (٤) نشان داده شده است.



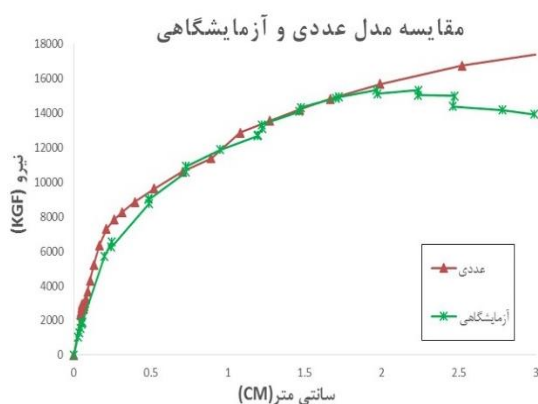
شکل ٤ نمای کلی و جزئیات نمونهٔ آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی [۹]

جدول ٤ خصوصیات مکانیکی اجزای نمونه‌های دیوار برشی فولادی [۹]

اعضا	$\sigma_0 (N/mm^2)$	$E (kN/mm^2)$
ورق	۱۸۰	۲۰٦
ستون	۳٦٦	۲۰٦
تیرهای میانی	۳۱۰	۲۰٦
تیر فوقانی	۳٦٦	۲۰٦

σ_0 و E به‌ترتیب تنش تسلیم و مدول الاستیسیته مصالح می‌باشند

پس از انجام آنالیز حساسیت نسبت به ابعاد مش-بندی، از مش ۱۰ سانتی‌متر استفاده شد. همچنین از المان-های Shell S4R در مدل‌سازی استفاده گردید. برای سادگی از مدل پلاستیسیتهٔ دو خطی با سخت‌شوندگی سینماتیکی و تابع فون‌میسز استفاده گردید. شیب قسمت سخت‌شوندگی در نمودار تنش–کرنش برابر ۳ درصد قسمت الاستیک درنظر گرفته شد و همچنین بااستفاده‌از آنالیز حساسیت و به‌منظور شروع کمانش میدان کششی قطری ۳ میلی‌متر اعوجاج اولیه به وسط ورق اعمال گردید. شکل (۵) مقایسهٔ نتایج رفتاری نمونهٔ آزمایشگاهی و اجزای محدود را که در آن از مش ۱۰ سانتی‌متری استفاده شده است نشان می‌دهد.



شکل ۵ مقایسهٔ نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی بااستفاده‌از مش ۱۰ سانتی‌متر

مدل‌سازی نمونه‌ها در نرم‌افزار اجزای محدود

هر سیستم، مطابق با اجزای تشکیل‌دهندهٔ آن، می‌تواند انواع مختلفی از المان‌ها را دارا باشد. در مدل‌سازی‌ها اگرچه اعضای مرزی را می‌توان با المان خطی Beam مدل کرد، ولی باتوجه به امکان وقوع کمانش موضعی در آنها، ورق و اعضای مرزی با المان Shell که یک المان چهارگرهی دوانحنایی با انتگرال‌گیری کاهش‌یافته است، مدل‌سازی شده‌اند. هر گره از این المان ٦درجه آزادی، ۳درجه انتقالی و ۳درجه دورانی دارد. مدل رفتاری شامل

رفتار غیرخطی هندسی و مصالح، مبتنی بر منحنی دوخطی الاستوپلاستیک است که در آن فولاد مصرفی ST37 و میزان سخت‌شوندگی ۳ درصد می‌باشد و اندازهٔ مش ۱۰ سانتی‌متر است.

مطالعهٔ پاسخ دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی)

در تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی، رفتار سازه به‌صورت جزئی در طول زمان زلزله مشاهده می‌گردد و این رفتار بیانگر رفتار واقعی‌تر سازه در طول زلزله نسبت به تحلیل‌های دیگر می‌باشد. در این نوع تحلیل، اثر محتوای فرکانسی، شتاب حداکثر و زمان تأثیر زلزله (مدت زمان مؤثر زلزله) به‌خوبی مشاهده شده و مشخص می‌شود که چگونه دو زلزله با شتاب حداکثر یکسان اثر تخریبی متفاوتی را بر سازه دارند.

شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده. مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران[6]، شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا در هنگام وقوع زلزله باشند. مدت زمان حرکت شدید زمین در شتاب‌نگاشت‌ها نیز حداقل برابر ۱۰ ثانیه یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه، هر کدام بیشتر است، انتخاب می‌شود.

در این مقاله باتوجه به آیین‌نامهٔ ۲۸۰۰ زلزلهٔ ایران [6] و با فرض نوع خاک ۳ و بررسی شتاب‌نگاشت‌ها، درنهایت سه زلزلهٔ نورثریج، طبس (ایران) و لوما پریتا (کالیفرنیا آمریکا) انتخاب شده و همهٔ نگاشت‌ها به 0.35g مقیاس شده‌اند و مشخصات این زلزله‌ها در جدول (۵) قابل مشاهده است.

برای مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها، مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ زلزلهٔ ایران [6] عمل شده است. بدین صورت که پس از مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها به مقدار حداکثر خود، طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب‌نگاشت‌های افقی مقیاس‌شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد توسط نرم‌افزار سیسموسیگنال به‌دست آمده و بعد از ترکیب طیف پاسخ هر زوج شتاب‌نگاشت با روش جذر مربعات، متوسط‌گیری شده و باید در محدوده زمان‌های تناوب 0.2T و 1.5T با طیف طرح استاندارد مقایسه شود. برای بررسی محدودهٔ بازهٔ دورهٔ تناوب باید پریود اصلی سازه را به‌دست آورد، که بااستفاده‌از آنالیز مودال پریود اصلی سازه به‌دست آمده و در جدول (٦) قابل مشاهده است.

از جدول (٦) می‌توان متوجه شد که با افزایش طول تیر پیوند در سیستم دیوار برشی کوپله فولادی، پریود سازه افزایش می‌یابد. از طرف دیگر برای مقیاس کردن، در هر سازه با طول تیر پیوندهای متفاوت، پریود بزرگ‌تر ملاک عمل قرار می‌گیرد تا درنهایت ضریب مقیاس و بارگذاری سازه‌ها یکسان شوند.

جدول ۵ مشخصات زلزله‌های انتخاب‌شده

ردیف	نام زلزله	سال	ایستگاه	خاک	فاصله	PGA (m/s²)	△t	مدت زمان مؤثر	بازهٔ زمانی انتخاب‌شده
۱	Northridge	۱۹۹٤	13122 CDMG	۳	۸۲/۳	۰/۱۰٤	۰/۰۲	۱۰	۲۱–۱۱
۲	LomaPrieta	۱۹۸۹	58223 CDMG	۳	۷۲/۲	۰/۳۲۹	۰/۰۰٥	۱۱	۲۰–۹
۳	Tabas	۱۹۷۸	71 FERDOWS	۳	۹۱/۱	۰/۱۰۷	۰/۰۲	۲٦	۳٦–۱۰

جدول ٦ پریود اصلی هر سازه براساس آنالیز مودال مدل‌های ۳، ۱۰ و ۱۵طبقه

ردیف	مدل–طول تیر پیوند	دورۀ تناوب	0.2T	1.5T
۱	۳طبقه–۱/۲۵	۰/۳۰۳۵	۰/۰٦۰۷	۰/٤٥٥
۲	۳طبقه–۲/۵	۰/۳۱۲۷	۰/۰٦۳	۰/٤٦۹
۳	۳طبقه–۳/۷۵	۰/۳۲٦۱	۰/۰٦٥	۰/٤۸۹
٤	۱۰طبقه–۱/۲۵	۰/۷۲۲	۰/۱٤٤	۱/۰۸۳
٥	۱۰طبقه–۲/۵	۰/۷٥۹	۰/۱٥۲	۱/۱۳۸
٦	۱۰طبقه–۳/۷۵	۰/۸۳۷۸	۰/۱٦۸	۱/۲٥۷
۷	۱٥طبقه–۱/۲۵	۱/۱٦۷	۰/۲۳۳	۱/۷٥۱
۸	۱٥طبقه–۲/۵	۱/۲۷	۰/۲٥٤	۱/۹۰٥
۹	۱٥طبقه–۳/۷۵	۱/۳۸	۰/۲۷٦	۲/۰۷

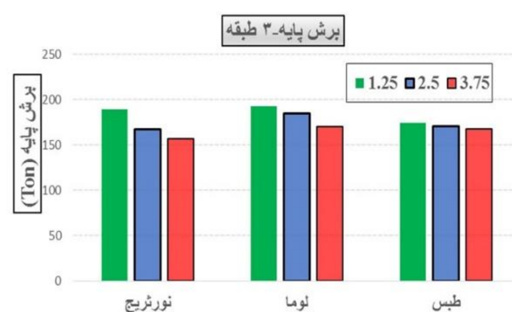
بررسی تحلیل دینامیکی غیرخطی

بعد از ساخت مدل‌ها در نرم‌افزار ABAQUS، مدل‌ها تحت نگاشت‌ها، مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفتند و برش‌ها و نسبت جابه‌جایی‌ها و DC مدل‌ها به‌دست آمد. بر این اساس ابتدا برش پایه محاسبه و سپس نتایج دریفت طبقات و در انتها DC مورد مطالعه قرار گرفت.

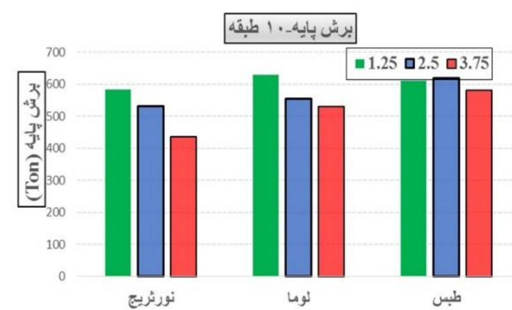
برش پایه. شکل (٦) نمودار حداکثر برش طبقات در ارتفاع مدل‌های ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه را به‌تفکیک نگاشت‌ها نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در مدل ۳طبقه حداکثر برش پایۀ حاصل از زلزلۀ نورثریج در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به‌ترتیب ۱۳٪ و ۲۰٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است و حداکثر برش پایۀ حاصل از زلزلۀ لوما پریتا در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به‌ترتیب ٤٪ و ۱۳٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر و حداکثر برش پایۀ حاصل از زلزلۀ طبس در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به‌ترتیب ۳٪ و ٤٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است. در مدل ۱۰طبقه، حداکثر برش پایۀ حاصل از زلزلۀ نورثریج در طول تیرپیوند ۱/۲۵ متر به‌ترتیب ۱۰٪ و ۳۳٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است و حداکثر برش پایۀ حاصل از زلزلۀ لوما پریتا در طول تیرپیوند ۱/۲۵متر به‌ترتیب ۱۳٪ و ۱۹٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است و حداکثر برش پایۀ حاصل از زلزلۀ طبس در طول تیرپیوند ۱/۲۵ متر با طول تیر پیوند ۲/۵ متر تقریبا برابر است. در مدل ۱۵طبقه حداکثر برش پایۀ حاصل از زلزلۀ نورثریج در طول تیرپیوند ۲/۵ متر به‌ترتیب ۳٪ و ٦٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۱/۲۵ و ۳/۷۵ متر است و حداکثر برش پایۀ حاصل از زلزلۀ لوما پریتا در طول تیرپیوند ۱/۲۵ متر به‌ترتیب ٥۰٪ و ٥۷٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است و حداکثر برش پایۀ حاصل از زلزلۀ طبس در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به‌ترتیب ۱۲٪ و ٤٥٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است.

نتایج فوق نشان می‌دهد که با افزایش طول تیرپیوند و فارغ از نوع شتاب‌نگاشت، در تمامی مدل‌ها برش پایه کاهش می‌یابد.

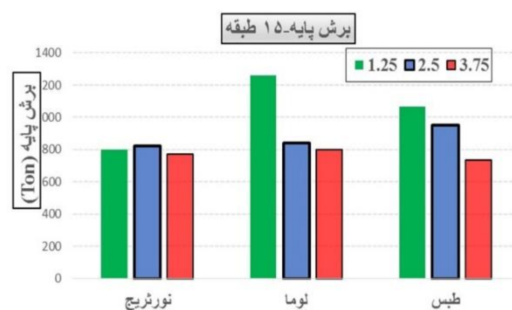
همان‌گونه که در شکل (۷) مشاهده می‌شود در زلزلۀ نورثریج، لوما پریتا و طبس در محدودۀ ۰/۳۰۳۵ تا ۱/۳۸ ثانیه نسبت برش به وزن سازه یا ضریب برش پایه (C) در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر نسبت به ۲/۵ و۳/۷۵ متر بیشتر است. به عبارت دیگر، در تمامی مدل‌ها و فارغ از نوع شتاب‌نگاشت، افزایش پریود سازه (به‌دلیل افزایش طول تیرپیوند) ضریب C کاهش می‌یابد.



(الف)

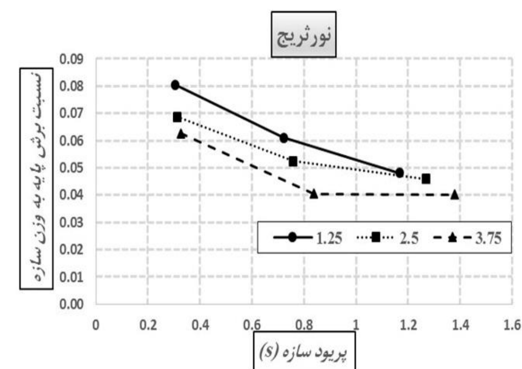


(ب)

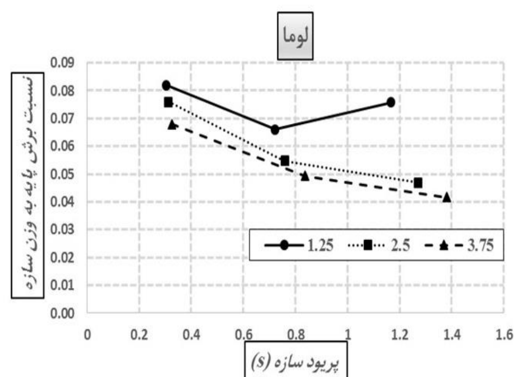


(ج)

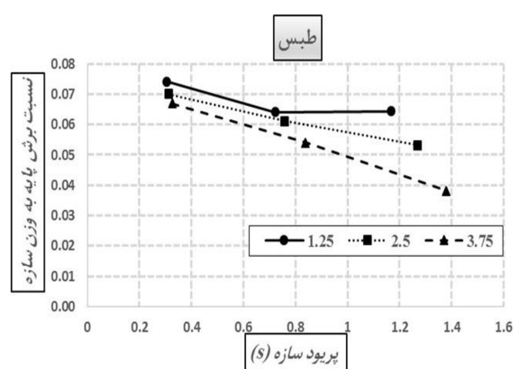
شکل ٦ نمودار حداکثر برش پایه به‌تفکیک شتاب‌نگاشت‌ها، الف) مدل۳طبقه، ب) مدل ۱۰طبقه، ج) مدل ۱۵طبقه



(الف)



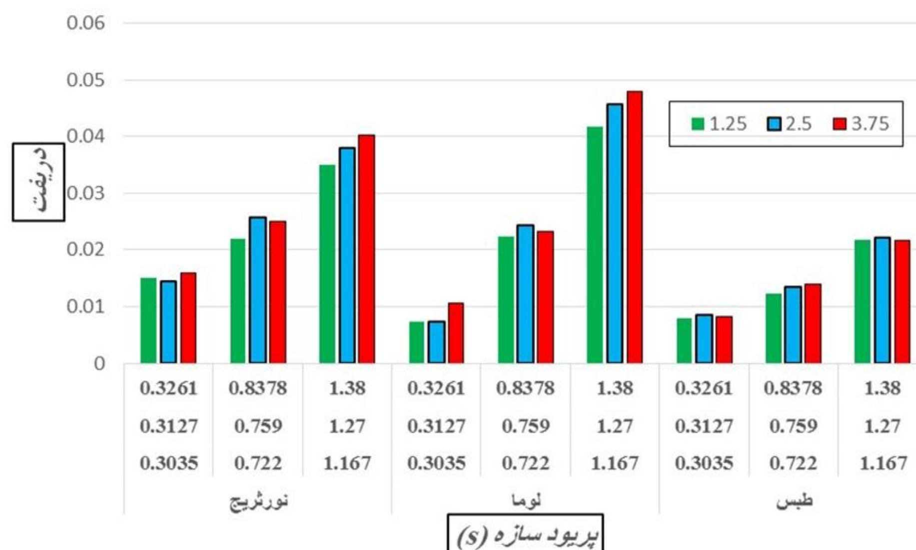
(ب)



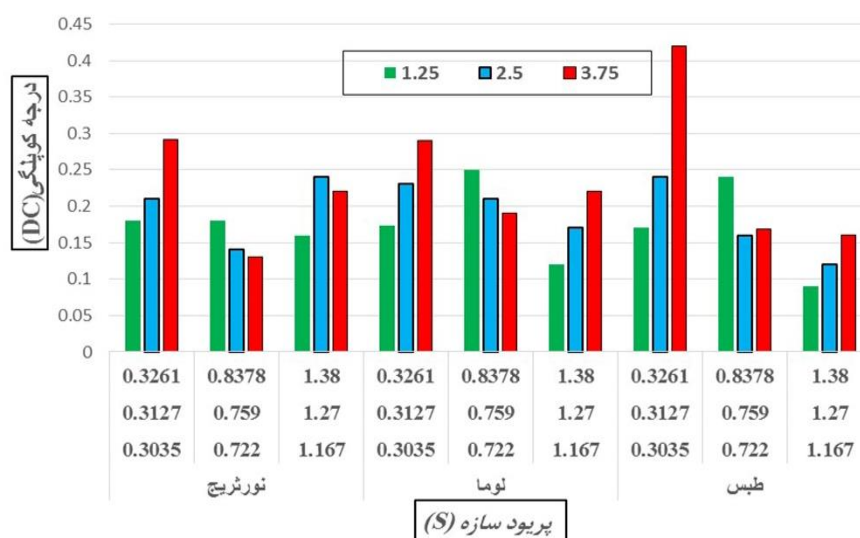
(ج)

شکل ۷ نمودار نسبت برش پایه به وزن کل سازه در برابر پریود طبیعی سازه به‌تفکیک زلزله‌ها در مدل‌های ۳، ۱۰ و ۱۵طبقه، الف) زلزلهٔ نورثریج، ب) زلزلهٔ لوما پریتا ، ج) زلزلهٔ طبس

دریفت. شکل (۸) نمودار حداکثر دریفت طبقات در هر پریود سازه به‌تفکیک برای هر نگاشت زلزله را نشان می‌دهد. دریفت به‌عنوان فاکتوری مهم و قابل ارزیابی درطراحی سازه کاربرد فراوان دارد. باتوجه به شکل (۸) می‌توان مقادیر بیشترین دریفت طبقه در قاب‌های مختلف حاصل از نگاشت‌ها را در بازهٔ پریودی ۰/۳۰۳۵ تا ۱/۳۸ ثانیه که پریود طبیعی قاب‌های دیوار برشی فولادی کوپله می‌باشد مورد بررسی قرار داد و همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش پریود سازه (یا به‌عبارت دیگر با افزایش طول تیر پیوند) و افزایش تعداد طبقات، در دیوارهای برشی فولادی کوپله، دریفت افزایش می‌یابد.



شکل ۸ نمودار حداکثر دریفت طبقات در هر پریود سازه به‌تفکیک نگاشت‌ها



شکل ۹ نمودار درجهٔ کوپلگی پایه در هر پریود سازه به‌تفکیک نگاشت‌ها

درجهٔ کوپلگی(DC). بااستفاده‌از پژوهش فاهنستوک و بورلو [4] مقدار درجهٔ کوپلگی طبق رابطهٔ (۱) بیان می‌شود.

$$DC = \frac{M_{COUP}}{M_{TOTAL}} = \frac{M_{COUP}}{\sum M_{VBE} + \sum M_{PIER} + M_{COUP}} \quad (1)$$

که در آن:

M_{COUP} لنگر کوپله ناشی از تیر پیوند (نیوتن متر)،

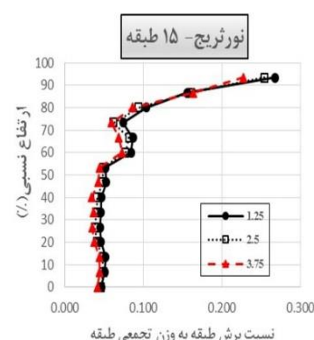
M_{VBE} لنگر پای هر ستون (نیوتن متر)،

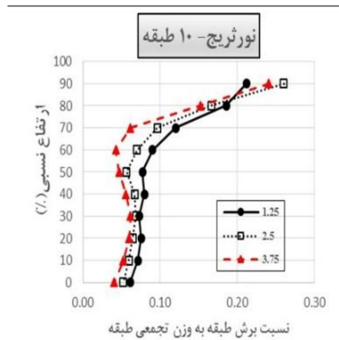
M_{PIER} لنگر کوپله در هر پانل دیوار برشی فولادی (نیوتن متر) می‌باشند.

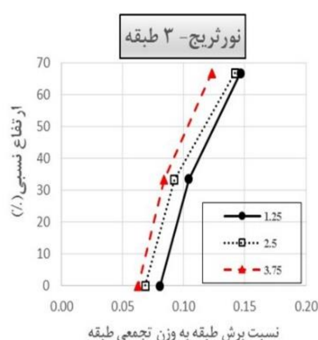
شکل (۹) نمودار حداکثر درجهٔ کوپلگی پایه برحسب پریود سازه به‌تفکیک برای نگاشت‌ها و مقادیر درجهٔ کوپلگی (DC) پایه در قاب‌های مختلف حاصل از نگاشت‌ها را مطابق با بازهٔ پریودی ۰/۳۰۳۵ تا ۱/۳۸ ثانیه (که پریود طبیعی قاب‌های دیوار برشی فولادی کوپله

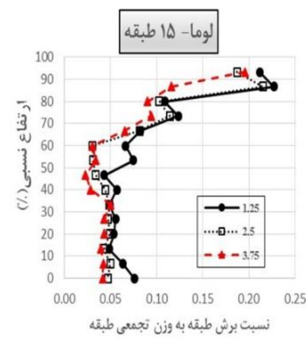
می‌باشد) نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود در پریود ۰/۳۰۳۵، ۰/۳۱۲۷ و ۰/۳۲۶۱ که نشان‌دهندهٔ قاب ۳طبقه، به‌ترتیب با طول تیر پیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر و همچنین در پریود ۱/۱۶۷، ۱/۲۷ و ۱/۳۸ که نشان‌دهندهٔ قاب ۱۵طبقه، به‌ترتیب با طول تیر پیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است، در تمام نگاشت‌های موجود با افزایش طول تیر پیوند درجهٔ کوپلگی افزایش یافته درحالی‌که در پریود ۰/۷۲۲، ۰/۷۵۹ و ۰/۸۳۷۸ که نشان‌دهندهٔ قاب ۱۰طبقه، به‌ترتیب با طول تیر پیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر می‌باشد، با افزایش طول تیر پیوند درجهٔ کوپلگی کاهش یافته است. براین‌اساس افزایش طول تیر پیوند در دیوار برشی فولادی کوپله، اثرات مثبت و منفی متفاوت بر درجهٔ کوپلگی دارد.

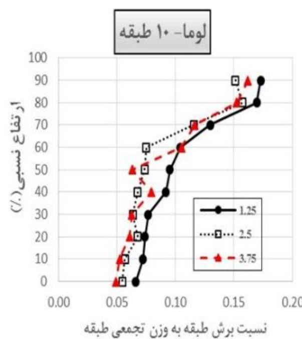
دیوار برشی فولادی کوپله –۱۵طبقه   دیوار برشی فولادی کوپله –۱۰طبقه   دیوار برشی فولادی کوپله –۳طبقه

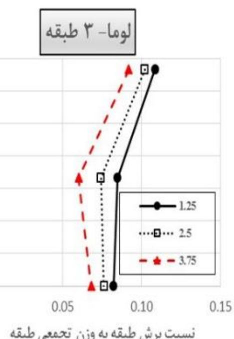


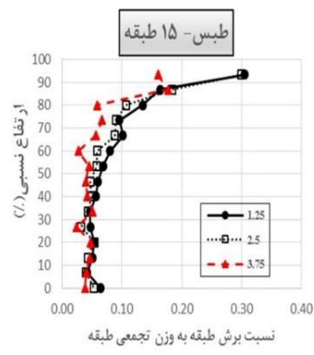


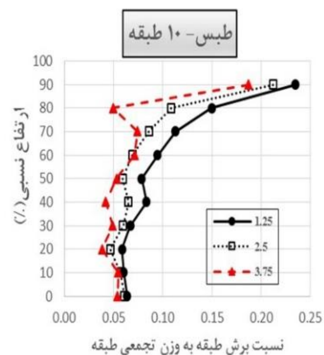


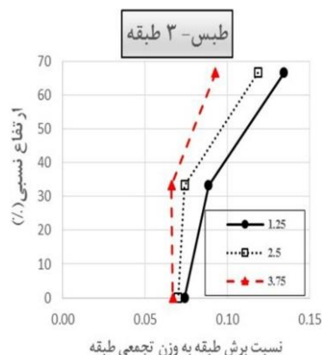




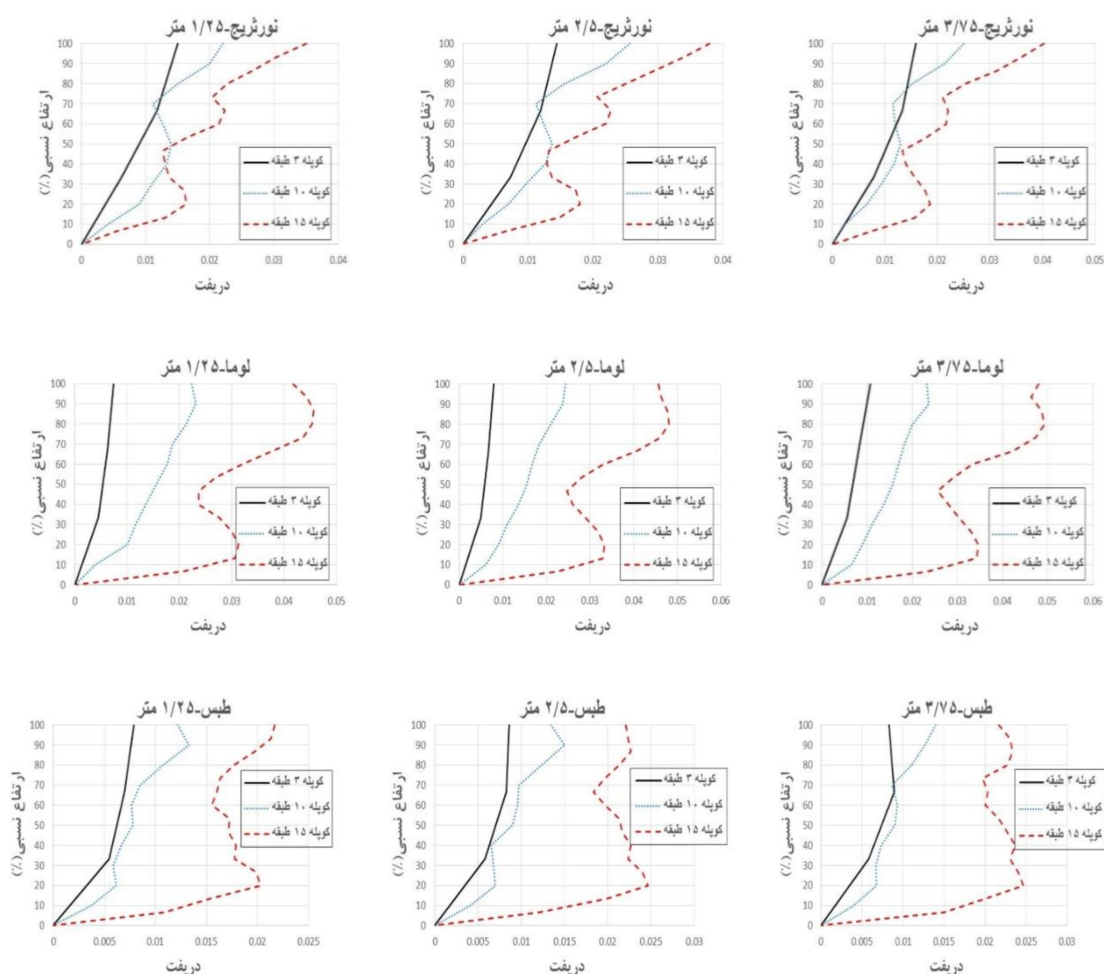








شکل۱۰ نمودار نسبت بیشینه برش طبقه به وزن تجمعی سازه برای مدل های ۳، ۱۰ و ۱۵طبقه به‌تفکیک نگاشت‌ها

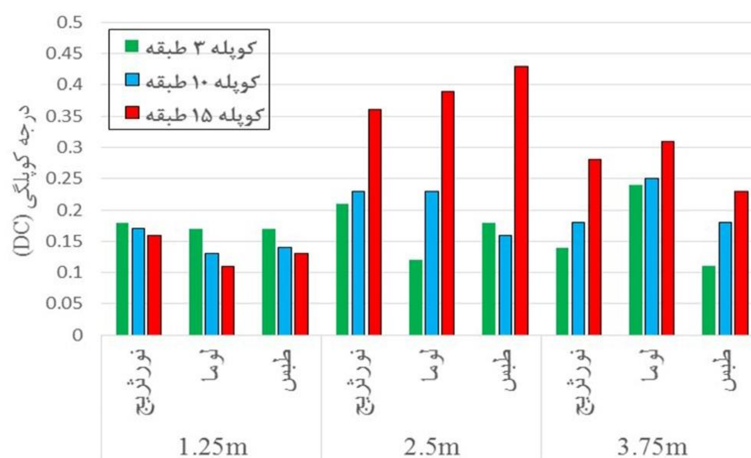


شکل ۱۱ نمودار توزیع ارتفاعی دریفت در مدل‌های ۳، ۱۰ و ۱۵طبقه به‌تفکیک نگاشت‌ها

شکل (۱۰) نمودار نسبت بیشینه برش طبقه به وزن تجمعی سازه ناشی از تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سه شتاب‌نگاشت همپایه‌شده در برابر درصد ارتفاع سازه در مدل‌های ۳، ۱۰و ۱۵طبقه را نشان می هد. همان‌گونه که در نمودارهای شکل (۱۰) مشاهده می‌شود، توزیع برش طبقات به نسبت وزن مؤثر سازه همچنان، در طبقات بالاتر با افزایش همراه خواهد بود. مطابق با شکل (۱۰) در مدل ۳، ۱۰ و ۱۵طبقه نسبت بیشینه برش طبقه به وزن تجمعی سازه در تمامی نگاشت‌ها با طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر از ۲/۵ متر و ۳/۷۵ متر بیشتر است و همچنین در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر نسبت به ۲/۵ و ۳/۷۵ متر با شیبی نسبتا موازی نسبت به هم افزایش خواهد داشت که شیب ثابت این نمودارها بیان‌کنندهٔ توزیع ثابت برش طبقات به نسبت وزن مؤثر طبقات در دیوار برشی‌های فولادی کوپله با این ارتفاع می‌باشد.

توزیع ارتفاعی پارامترهای پاسخ سازه

به‌منظور بررسی اثر ارتفاع بر پارامترهای پاسخ سازه از ارتفاع نسبی استفاده شده است تا بتوان پارامترهای پاسخ سازه‌ای هر سه سازه با طول تیر پیوندهای مختلف را با یکدیگر مقایسه کرد. شکل‌های (۱۰) و (۱۱) به‌ترتیب توزیع ارتفاعی حداکثر برش و دریفت مدل‌ها و شکل (۱۲) توزیع ارتفاعی DC پایه را نشان می‌دهد.



شکل ۱۲ نمودار توزیع ارتفاعی درجهٔ کوپلگی پایه در طول دهانهٔ ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر به‌تفکیک نگاشت‌ها

نتیجه‌گیری

در این تحقیق رفتار سیستم دیوار برشی فولادی کوپله با اتصالات تیر به ستون صلب بااستفاده‌از تحلیل دینامیکی غیرخطی بررسی شده است. بدین‌منظور سه قاب خمشی با تعداد طبقات ۳، ۱۰و ۱۵ با سه طول تیر پیوند در مدل‌ها ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر مورد بررسی قرار گرفت. نمونه‌ها تحت سه زلزلهٔ نورثریج ، لوما پریتا و طبس آنالیز شدند و برش پایه، دریفت، پریود سازه و درجهٔ کوپلگی تحت زلزله‌ها مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان داد که:

۱. افزایش طول تیر پیوند در دیوار برشی فولادی کوپله، باعث افزایش پریود سازه و کاهش برش پایه می‌شود و در عوض باعث افزایش دریفت سازه می‌گردد.

۲. افزایش طول تیر پیوند اثرات افزایشی و کاهشی بر درجهٔ کوپلگی خواهد داشت.

۳. با افزایش طول تیر پیوند، در یک‌سوم میانی ارتفاع سازه‌ها از سازهٔ میان‌مرتبه به بلندمرتبه، برش کاهش می‌یابد و با افزایش ارتفاع در سازه‌ها برش زیاد می‌شود.

٤. در زلزلهٔ نورثریج در ٦۵٪ تا ۸۰٪ ارتفاع سازه با تغییر ارتفاع سازه از کوتاه به میان‌مرتبه دریفت کم و در ٤۰٪ تا ۵۰٪ ارتفاع سازه با تغییر سازه از میان به بلندمرتبه، دریفت افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش ارتفاع سازه ها دریفت افزایش می‌یابد.

٤. با افزایش تعداد طبقات در سازه، در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر، ۲/۵ متر و ۳/۷۵ متر درجهٔ کوپلگی به‌ترتیب کاهش، افزایش و افزایش می‌یابد.

مراجع

1. Zhao, Q., Astaneh-Asl, A., "Cyclic Behavior of an Innovative Steel Shear Wall System", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, August 1-6 (2004).
2. Li, C.H., Tsai, K.C., Chang, J.T., Lin., "Cyclic Test of a Coupled Steel Plate Shear Wall Substructure", Procedia Engineering 14, PP. 582-589, (2011).
3. Borello, Dj., Fahnestock, La., "Design and Testing of Coupled Steel Plate Shear Walls", Structures Congress, (2011).
4. Borello, Dj., Fahnestock, La., "Behavior and Mechanisms of Steel Plate Shear Walls with Coupling", *Journal of Constructional Steel Research 74*, PP. 8-16, (2012).

۵. مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، بارهای وارد بر ساختمان، (۱۳۸۸).

٦. آئین‌نامهٔ طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش ۳، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.

7. Canadian Standards Association (CSA), "Limit States Design of Steel Structures", CAN/CSA S16-01. Willowdale, (Ontario, Canada): CSA, (2001).

8. Seismic Provisions for Structural Steel Building, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, IL, (2005).

۹. قلهکی، مجید، «بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر و اثر نوع اتصال تیر به ستون بر آنها»، رسالهٔ دکتری سازه، دانشکدهٔ مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، (۱۳۸٦).